

TRAVI CONTINUE IN ACCIAIO CON ANIMA ONDULATA PER IMPALCATI MISTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

CONTINUOUS STEEL BEAMS WITH CORRUGATED WEBS IN COMPOSITE BRIDGE DECKS

Marcello Cammarata e Nunzio Scibilia Università degli Studi di Palermo, Italy
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Aerospaziale. E-mail nunzio.scibilia@unipa.it

ABSTRACT

The design of road bridges using welding sinusoidal corrugated steel web beam is presented. The composite steel concrete bridge is continuous over three spans. The decks are constituted of two main girders, transversally connected by IPE 600 and by the r.c. slab. The design is carried out for a bridge of I category 12.10 m wide and 182.00 m length. The solutions proposed are verified in order the DM 14/01/2008 and the European Code. The designs of reinforced plate web and sinusoidally corrugated web are compared.

SOMMARIO

La presente memoria riguarda gli impalcati per ponti stradali con travi in acciaio saldate, aventi l'anima sagomata secondo una sinusoide e soletta in c.a. collaborante. L'attenzione è focalizzata su impalcati aventi schema statico longitudinale di trave continua su 4 appoggi, costituiti da due sole travi in acciaio, e da una soletta in c.a.. Il progetto è sviluppato per un ponte stradale di I categoria, avente larghezza di 12.10 m e lungo 182 m. Lo studio consente di confrontare le soluzioni costruttive rappresentate da travi con anima tradizionale piana o sinusoidale e di porre in luce alcuni vantaggi di tale ultimo sistema.

1 INTRODUZIONE

Nella realizzazione di impalcati per ponti stradali con campate di luce compresa tra 40 e 120 m trovano conveniente applicazione i sistemi misti acciaio calcestruzzo costituiti da travi ad I, collegate da traversi e da una soletta in c.a.. Lo schema statico longitudinale più frequentemente adottato è quello di trave continua e, per le luci maggiori, le travi presentano altezza variabile. Generalmente non si ricorre alla precompressione della soletta in calcestruzzo, accettando le fessurazioni indotte dagli sforzi di trazione in corrispondenza dei tratti soggetti a momento negativo e limitando l'ampiezza delle fessure attraverso un'opportuna disposizione delle armature. Per tali ponti una componente significativa del costo è dovuta al peso delle anime delle travi metalliche ed alle lavorazioni richieste per l'inserimento degli irrigidimenti longitudinali e trasversali, necessari per impedire l'instabilità locale e dei traversi, atti a contrastare l'instabilità della piattabanda compressa.

Recentemente sono state proposte travi in acciaio con anima sagomata secondo un andamento trapezoidale o sinusoidale. Tale ultima soluzione si è sviluppata per la possibilità di effettuare tale formatura ricorrendo a procedimenti automatici, con conseguente risparmio di tempi e precisione di esecuzione. In un precedente articolo si è analizzato il comportamento di un impalcato misto a 2 travi, collegate da traversi di testata e intermedi e da una soletta in cemento armato, semplicemente appoggiato agli estremi, su una luce teorica di 50.00 m, mettendo a confronto le soluzioni con anima irrigidita e con anima a sviluppo sinusoidale. Nella presente nota si affrontano alcune peculiarità connesse all'utilizzo di travi in acciaio con anima ondulata per la costruzione di impalcati con schema longitudinale di trave continua su quattro appoggi. Si è considerato un ponte stradale di 1° categoria, soggetto ai carichi permanenti, al ritiro e all'azione di carichi mobili. Il ponte, evidenziato in figura 1, ha lunghezza di 182.00 m, distribuita su luci teoriche di 56.00 m per le due campate laterali e di 70.00 m per la campata centrale. Le due travi longitudinali in acciaio sono disposte ad interasse di 6.00 m. La piattaforma in calcestruzzo armato presenta larghezza di 12.10 m (due corsie di marcia più banchine) ed ha spessore variabile in senso trasversale. Si considerano le azioni regolamentari previste dal D.M. 14/01/2008 o dagli Eurocodici 1, 3 e 4 e si operano confronti con le soluzioni costruttive tradizionali, facendo variare le caratteristiche geometriche delle sinusoidi.

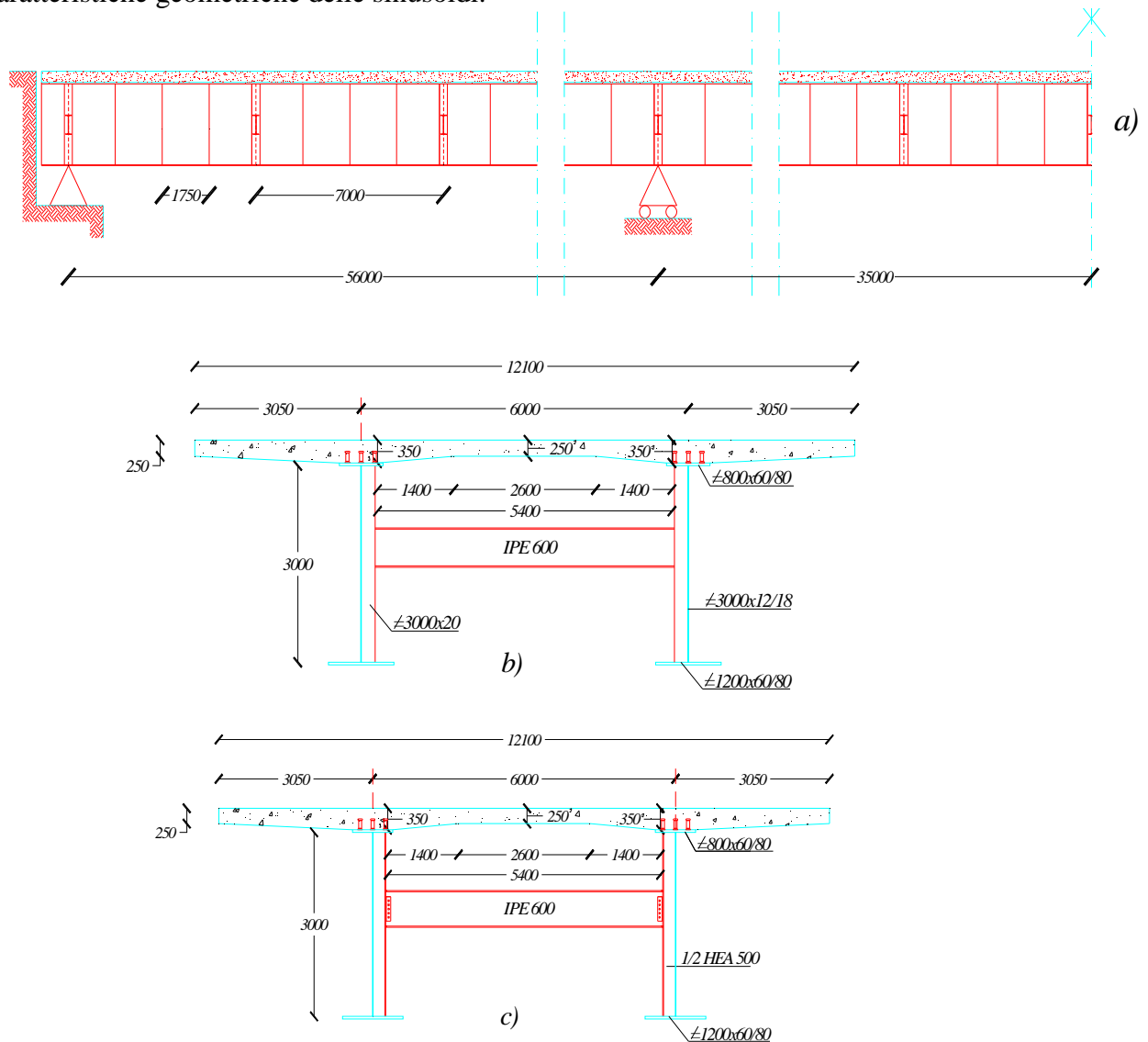


Fig. 1: Impalcato misto: a) sez. longitudinale; b) sez. trasversale corrente c) sez. trasversale sul traverso

2 PROGETTO DELLE TRAVI LONGITUDINALI

Si sviluppano i criteri di progetto delle travi longitudinali in acciaio dell'impalcato, supposte di altezza costante, ma con spessore delle anime e delle piattabande variabile in relazione all'impegno statico, considerando agenti sull'impalcato soltanto le azioni, dedotte in ottemperanza al D.M. 14/01/2008 che sono:

1. peso proprio delle travi in acciaio, degli irrigidimenti e dei traversi e della soletta in c.a. (g_1), assunto in prima approssimazione a 98 kN/m, sostenuto da ciascuna delle due travi in acciaio;
2. peso della pavimentazione e dei sicurvia (g_2) assunto pari a 3 kN/m² e 18.2 kN/m, sostenuto dalla struttura mista;
3. carichi variabili;
4. ritiro ε_{cs} e viscosità ε_2 .

Per le verifiche allo SLU di resistenza, le azioni g_2 si considerano sempre agenti, ma affette dal coefficiente $\gamma_f=1.00$ o 1.35 in modo da indurre le sollecitazioni più gravose. Le azioni variabili sono costituite da 3 colonne di carichi, aventi ciascuna larghezza di 3.00 m distanziate tra loro di 0.40 m. Ogni stesa di carico è composta da 4 forze concentrate Q_{ik} distanti m 1.20 in direzione longitudinale e 2.00 m in direzione trasversale di valore caratteristico $Q_{ik}/2$ e da strisce di carico uniforme di entità q_{ik} .

La distribuzione trasversale dei carichi è tale da indurre la massima eccentricità, la quale determina un aggravio di sollecitazioni nella trave più vicina alla risultante.

Si considera uno schema longitudinale di trave continua su quattro appoggi, avente due campate laterali di luce uguale l_1 e la campata centrale di luce l_2 . In relazione alle linee di influenza delle sollecitazioni flessionali si considerano le seguenti disposizioni di carico:

- disp 1 momento positivo M^+_1 nelle campate laterali: forze Q_{ik} nella prima campata e carico q_{ik} nella I e nella III campata;
- disp 2 momento positivo M^+_2 nella campata centrale: forze Q_{ik} carico q_{ik} nella sola seconda campata;
- disp 3 momento negativo M^-_1 sugli appoggi intermedi: forze Q_{ik} nella prima campata e carico q_{ik} nella I e nella II campata;
- disp 4 momento negativo M^-_2 sugli appoggi intermedi: forze Q_{ik} nella seconda campata e carico q_{ik} nella I e nella II campata;

In relazione alle linee di influenza delle sollecitazioni di taglio si considerano le seguenti disposizioni di carico:

- disp 5 taglio nell'appoggio esterno della campata laterale $T_{A,1}$: forze Q_{ik} nella prima campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella III campata;
- disp 6 taglio a sinistra dell'appoggio centrale $T_{B,1}$: forze Q_{ik} nella prima campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella prima e nella seconda campata;
- disp 7 taglio a destra dell'appoggio centrale $T_{B,2}$: forze: Q_{ik} nella seconda campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella prima e nella seconda campata.

Gli effetti della viscosità vanno riferiti al tempo t_p di applicazione del carico e a tempo infinito, per il quale si considera un modulo elastico del calcestruzzo ridotto E_{cp} dipendente dalla viscosità attraverso i fattori ψ_L e $\phi(\infty, t_p)$, secondo la seguente relazione

$$E_{cp} = \frac{E_c}{1 + \psi_L \phi(\infty, t_p)} \quad (1)$$

Per il ritiro si fa riferimento al punto 11.2.10.6 del D.M. 14/01/2008 che considera la deformazione totale da ritiro ε_{cs} come somma di due componenti: il ritiro da essiccamento ε_{cd} ed il ritiro autogeno ε_{ca} . Tali quantità sono espresse attraverso la seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad \varepsilon_{cs} = k_h \varepsilon_{co} + \beta_{ds} \varepsilon_{cd\infty} \quad (2)$$

dove i coefficienti k_h e β_{ds} sono forniti dalle norme.

La variazione di lunghezza associata al ritiro, nel caso di spostamenti longitudinali impediti, induce su mezza sezione sforzi di trazione nella soletta N_{cs} espressi dalla seguente relazione:

$$N_{cs} = E_{cs} A_c \varepsilon_{cs} \quad (3)$$

Il valore del modulo elastico E_{cs} da associare al ritiro (azione di lunga durata) dipende dalla viscosità del calcestruzzo attraverso i fattori ψ_L e $\phi(\infty, t_o)$, secondo la seguente relazione

$$E_{cs} = \frac{E_c}{1 + \psi_L \phi(\infty, t_o)} \quad (4)$$

Lo sforzo fittizio N_{cs} va annullato attraverso l'applicazione sulla sezione composta di due forze di compressione uguali e opposte. Queste si scompongono in una forza di compressione applicata nel baricentro delle sezioni terminali e in due coppie $N_{cs} \cdot e$, essendo e la distanza tra i baricentri della soletta e della sezione mista, che originano reazioni iperstatiche dei vincoli esterni. Per le verifiche allo SLU per tensioni normali si fa riferimento a domini di resistenza a pressoflessione, assumendo la tensione di calcolo f_{yd} e diagrammi di variazioni delle tensioni lineari per profili di classe 3 e birettangoli per profili di classe 2 o 1.

Per la verifica a taglio delle anime delle travi longitudinali, occorre che il taglio resistente V_{Rd} sia maggiore, per tutte le combinazioni di carico, del taglio di calcolo V_{Sd} .

Il taglio V_{Rd} è espresso dalla seguente relazione:

$$V_{Rd} = \chi_c \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} h_w t_w \quad (5)$$

essendo h_w e t_w l'altezza e lo spessore dell'anima, f_y la tensione di snervamento dell'acciaio, γ_{M1} un coefficiente di sicurezza pari ad 1.1 per i ponti e χ_c un fattore di riduzione che tiene conto dell'instabilità del pannello d'anima, assunto pari al più piccolo tra i valori $\chi_{c,l}$ e $\chi_{c,g}$ relativi rispettivamente all'instabilità locale e globale, dati dalle seguenti espressioni:

$$\chi_{c,l} = \frac{1.15}{0.9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1 \quad \chi_{c,g} = \frac{1.5}{0.5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1 \quad (6)$$

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \sqrt{3}}} \quad \bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,g} \sqrt{3}}} \quad (7)$$

Per le sagome sinusoidali, rappresentate in figura 2, generalmente è dominante il modo di instabilità globale. Per la valutazione delle τ_{cr} si fa riferimento all'EC3-parte 1-5 annesso D, assimilando il pannello sinusoidale ad una lastra ortotropa, per la quale si definiscono le seguenti rigidezze flessionali in direzione longitudinale D_y e in direzione trasversale D_x :

$$D_x = \frac{Et^3 l}{12(1-\nu^2)s} \quad D_y = \frac{EI_y}{l} \quad (8)$$

avendo indicato con l la lunghezza della proiezione dell'onda, con s la sua lunghezza effettiva e con I_z il momento di inerzia dell'onda rispetto all'asse longitudinale. Attraverso le suddette rigidezze è possibile definire le $\tau_{cr,g}$ e le $\tau_{cr,l}$ attraverso le seguenti relazioni:

$$\tau_{cr,g} = \frac{32.4}{t_w h_w^2} \sqrt{D_x D_y^3} \quad \tau_{cr,l} = \left(5.34 + \frac{as/2}{2h_w t_w} \right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)s/2} \frac{2t_w}{s/2} \quad (9a, 9b)$$

Per il calcolo della lunghezza s e del momento di inerzia I_z si rimanda alle indicazioni di bibliografia [3, 4, 5].

La procedura di calcolo mira ad ottenere un valore di χ_c prossimo ad 1, ponendo in una prima fase $\chi_{c,l}=1$, da cui si ricava attraverso la (6) $\lambda_{c,l}=0.6$ e attraverso la (9b) $\tau_{cr,l}=0.6 f_y$.

Pertanto, fissato il valore di t_w occorre operare sui valori di a ed l in modo da soddisfare la sopradetta relazione. In presenza di due variabili è opportuno fissare il rapporto l/a e ricavare le combinazioni possibili, tra le quali si sceglierà quella più idonea sotto l'aspetto tecnologico.

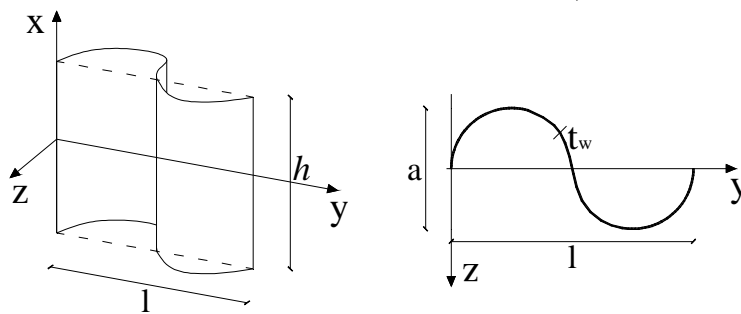


Fig. 2: Profilo sinusoidale dell'anima

3 APPLICAZIONE PROGETTUALE

Si considera un ponte stradale di 1° categoria la cui sezione trasversale è costituita da due travi longitudinali, aventi gli spessori delle anime piane irrigidite e delle piattabande variabili nei vari conci in relazione all'impegno statico a flessione e a taglio. Dalla sezione trasversale di figura 1 si evince che la soletta in c.a. presenta spessore variabile da 250 a 350 mm e che il collegamento tra la soletta e le travi è assicurato da pioli con testa, dei quali si trascura la deformabilità. La larghezza collaborante è pari a 6.05 m minore della larghezza efficace regolamentare $b_{eff} = b_c + b_{e1} + b_{e2}$, essendo $b_{ei} = l_0/8$ con l_0 distanza dei punti di nullo del diagramma dei momenti. Per il calcolo più esatto delle sollecitazioni, si considerano gli effetti della fessurazione trascurando la presenza del calcestruzzo sugli appoggi intermedi per tratti pari a $0.15 l_i$.

I trasversi sono costituiti da profilati IPE 600, aventi le flange superiore e inferiore saldate a mezzi profilati HEA 500, mentre il collegamento tra le anime degli IPE e gli HEA può essere anche bullonato, a condizione di non indebolirne la resistenza. I trasversi sono distanziati dalla soletta, anche per permettere l'inserimento delle casseforme mobili.

Le travi longitudinali hanno l'anima di altezza 3000 mm e le ali superiori ed inferiori presentano rispettivamente larghezza 800 mm e 1200 mm. Le anime sono irrigidite soltanto con piatti verticali 3000x20 mm, posti ad interasse di 1750 mm. Poiché i trasversi IPE 600, disposti ad interasse di 7.00 m, richiedono un vincolo di estremità ad incastro si sono sostituiti ogni 7 m i piatti 3000x20 mm con mezzi profilati HEA 500.

Si prevede che l'acciaio da carpenteria sia di classe S355 di qualità J2 e il calcestruzzo di classe C 35/45 e l'armatura della soletta del tipo B450C, ai quali corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | |
|---|---|
| - modulo elastico del calcestruzzo | $E_c = 22 \left(\frac{35+8}{10} \right)^{0.3} = 34.07 \text{ kN/mm}^2$ |
| - coeff. di dilatazione termica lineare | $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| - modulo elastico dell'acciaio | $E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$ |
| - coeff. di omogeneizzazione dell'acciaio | $n = 6$ |

Per il getto della soletta in calcestruzzo si seguono le indicazioni del prof. Dezi [6] prevedendo di frazionare il getto in 12 conci aventi ciascuno lunghezza di 14.00 m, ad eccezione dei conci estremi più lunghi. Per le azioni permanenti si assume un'età del cls. $t_p = 30$ giorni, $\psi_L = 1.1$ (EC4), $\phi(\infty, t_p) = 1.9$ (Tab. 11.2.VI), ottenendo i seguenti valori del modulo ridotto E_{cp} e del coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito n_{cp} pari rispettivamente a 11.03 kN/mm^2 e a 19. Per il ritiro, ipotizzando un ambiente con umidità relativa del 75% dalla Tab. 11.2Va si ottiene un valore di $\epsilon_{co} = -0.00025$ ed essendo la dimensione fittizia $h_o = 310$ mm si ricava $k_h = 0.73$. Assumendo un tempo a partire dal quale si considera il ritiro t_s di 1 giorno ed un tempo finale di 10000 giorni, si ottengono i seguenti valori:

$$\beta_{ds} = 0.98 \quad \varepsilon_{ca,\infty} = -0.62 \cdot 10^{-4} \quad \varepsilon_{cs} = (-0.73 \cdot 2.5 - 0.98 \cdot 0.62) \cdot 10^{-4} = -2.432 \cdot 10^{-4}$$

Assumendo $t_0 = 3$ giorni, $\psi_L = 0.55$ (EC4), $\varphi(\infty, t_0) = 3$ (Tab. 11.2.VI) ed essendo $A_c = 1.78 \text{ m}^2$ dalle (3,4) si ricavano i seguenti valori: $E_{cs} = 12.86 \text{ kN/mm}^2$ $n_{cs} = 16$ $N_{cs} = 5567000 \text{ N}$
In una prima fase si fa riferimento ad una sezione mista uniforme; in tal modo le sollecitazioni non sono influenzate dalla geometria della sezione, assumendo $n = n_{cs} = 16$. In presenza delle azioni g_1 e g_2 e di sette disposizioni di carico variabile, determinate in base alle linee di influenza delle sollecitazioni, si risolve la trave continua, ricavando i seguenti valori di sollecitazioni di calcolo (SLU):

Tabella 1: Sollecitazioni di calcolo

| Disp. | M_1^+ [kNm] | M_2^+ [kNm] | M_1^- [kNm] | M_2^- [kNm] | $T_{A,1}$ [kN] | $T_{B,1}$ [kN] | $T_{B,2}$ [kN] |
|-------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| g_1 | 24101 | 23585 | -44218 | -44218 | 2309 | -3889 | 3874 |
| g_2 | 5209 | 5177 | -9706 | -9706 | 507 | -853 | 850 |
| 1 | 26964 | | -12210 | | 1719 | -2156 | |
| 2 | | 30480 | -19355 | | | | 2280 |
| 3 | 21305 | | -27530 | | 1446 | -2429 | 1977 |
| 4 | | 27168 | -28362 | | 864 | -1877 | 2443 |
| 5 | | | | | 2361 | -1514 | |
| 6 | | | | | 990 | -2885 | 1885 |
| 7 | | | | | 969 | -1772 | 3000 |

Tali valori consentono di definire la progettazione delle sezioni, differenziando i vari tronchi. In particolare si è scelto di dividere le travi in acciaio in 8 conci aventi lunghezza variabile da 22 a 23 m. Per essi si sono considerate a 4 tipologie di sezioni, ciascuna progettata secondo le massime sollecitazioni, sopra determinate.

Tabella 2: Dimensioni degli elementi in acciaio delle travi longitudinali

| Tipologia | $b_{f,i} \times t_{f,i}$ [mm] | $b_{f,s} \times t_{f,s}$ [mm] | t_w [mm] |
|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------|
| 1 – conci esterni | 1200x60 | 800x60 | 14 |
| 2 – conci intermedi campate esterne | 1200x60 | 800x60 | 12 |
| 3 – conci sugli appoggi intermedi | 1200x80 | 800x80 | 18 |
| 4 – conci della campata centrale | 1200x80 | 800x80 | 12 |

avendo indicato con $b_{f,i}$ e $b_{f,s}$ la larghezza delle piattabande inferiori e superiori aventi rispettivamente spessore $t_{f,i}$ e $t_{f,s}$ e con t_w lo spessore delle anime.

La piattabanda inferiore è compressa in corrispondenza degli appoggi intermedi ove presenta valore del rapporto lunghezza/spessore $c/t_f = 590/80 = 7.38$ compreso tra i limiti $9 \cdot 0.81 = 7.29$ e $10 \cdot 0.81 = 8.1$ (coeff. $\varepsilon = 0.81$).

Pertanto la sezione con riferimento alla flangia è di classe 2 e può sostenere la tensione di calcolo f_{yd} . Con riferimento al concio 3 si riportano le verifiche di resistenza per tensioni normali e per taglio.

La tensione di esercizio sulla trave metallica è calcolata con riferimento al valore $\gamma_f = 1$

Concio 3 soggetto a momento negativo e al massimo taglio.

- azione g_1 resiste la sola trave in acciaio con $J = 403 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

M esercizio = -32754 kNm $W_s = 222 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $W_i = 300 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

$\sigma_s = 147 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_i = 108 \text{ N/mm}^2$

T esercizio = -2880 kN $\tau = 2880000 / (3000 \cdot 16) = 60 \text{ N/mm}^2$

M di calcolo = -44218 kNm M resistente = -90043 kNm T di calcolo = -7742 kN

- azioni g_2 + carichi variabili (disp.4 per flessione e disp. 7 per taglio). Si considera la sezione mista costituita dalla trave in acciaio e dalle barre di armatura da c.a. B450C, aventi area di 37680 mm^2 .

Il momento di inerzia della sezione vale $533 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

M esercizio = -28198 kNm $W_i = 322 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ $\sigma_i = 87 \text{ N/mm}^2$

T esercizio = -2851 kN $\tau = 2851000 / (3000 \cdot 16) = 59 \text{ N/mm}^2$

Considerando la somma delle azioni suddette si ha:

M(g_1+g_2+q) esercizio = -61552 kNm $\sigma_i = 108+87 = 195 \text{ N/mm}^2$

T(g_1+g_2+q) esercizio = - 5761 kN $\sigma_i = 60+59 = 119 \text{ N/mm}^2$

M di calcolo = - 82196 kNm M resistente = - 120088 kNm

T_{sn} di calcolo = -7627 kN (sezione a sinistra dell'appoggio)

T_{dx} di calcolo = 7724 kN (sezione a destra dell'appoggio)

Per la valutazione degli effetti del ritiro si osserva che la sezione trasversale del concio 2 ha area di 267250 mm^2 e distanza tra i baricentri delle aree di acciaio e di calcestruzzo di 1165 mm. Pertanto, le coppie di estremità indotte dal ritiro valgono $5567 \times 1.165 = 6485 \text{ kNm}$.

Con riferimento al concio 3 della trave in acciaio si determina un incremento di momento pari a 3242 kNm, un incremento di taglio nella sezione a sinistra dell'appoggio centrale pari a 173 kN, mentre non varia il taglio nella sezione a destra dell'appoggio.

Pertanto, il momento massimo di calcolo nel concio 3 sarà $-82186-3242 = 85438 \text{ kNm}$ ed il taglio massimo vale $-7627-173 = 7800 \text{ kN}$.

Per l'anima del concio 3 si ha: $h_w/t_w=3000/18=166 > 72 \text{ } \epsilon/\eta = 72 \times 0.81 / 1.2 = 48.8$ e il parametro di snellezza λ_w vale $0.76(355/\tau_{cr})^{0.5}$

Essendo $\sigma_e = 6.840 \text{ MPa}$ e $k_\tau = 4+5.34 \times 3.007 = 20.058$ si ricava $\tau_{cr} = 20.058 \times 6.84 = 137.2 \text{ MPa}$, $\lambda_w = 0.76(355/137.2)^{0.5} = 1.22$, $\chi_w = 1.37 / (0.70 + 1.22) = 0.71$

$V_{Rd} = 0.71 \times 11067 = 7887 \text{ kN} > V_{Sd} = 7724 \text{ kN}$ (anima del concio 3 verificata al taglio).

Per le sagome sinusoidali, rappresentate in figura 2, generalmente è dominante il modo di instabilità globale.

Oltre alle anime costituite da lamiera piane irrigidite (tipologia 0), si considerano 2 tipologie di travi longitudinali aventi anime con profilo sinusoidale di spessore 10 mm e onde aventi ampiezza a di 100 e 200 mm e passo l di 1750 mm, secondo le indicazioni di tabella 3, nella quale è riportato anche il peso per unità di lunghezza di ciascuna anima della trave. Nella stessa tabella sono indicati i valori del taglio di calcolo e resistente.

Tabella 3: Concio 3 - tipologie di anime ondulate e relative verifiche a taglio

| Tip. | Spess. t_w [mm] | a [mm] | l [mm] | P. anima [kN/m] | $\chi_{c,g}$ | $\chi_{c,l}$ | χ_c | V_{Sd} [kN] | V_{Rd} [kN] |
|------|----------------------|-------------|-------------|--------------------|--------------|--------------|----------|------------------|------------------|
| 0 | 18 | - | - | 4.23 | | | 0.71 | 7724 | 7887 |
| 1 | 10 | 100 | 1750 | 2.42 | 1.78 | 1.15 | 1 | | 12545 |
| 2 | 10 | 200 | 1750 | 2.63 | 2.42 | 1.16 | 1 | | 12545 |

Per ciascuna tipologia si determinano le caratteristiche della piastra ortotropa (tabella 4).

Tabella 4: Piastra ortotropa equivalente

| Tipologia | E_x [GPa] | E_y [MPa] | G [GPa] | $t_{w,eq}$ [mm] |
|-----------|-------------|-------------|-----------|-----------------|
| 1 | 8.86 | 14 | 3.31 | 243 |
| 2 | 4.90 | 1.71 | 1.68 | 477 |

Per la risoluzione si adotta un modello 3D assimilando l'anima delle travi ad una lastra ortotropa. In particolare le flange inferiore e superiore delle due travi in acciaio sono state divise in due parti, considerando elementi plate. L'anima è stata divisa in direzione verticale in quattro parti, considerando sempre elementi plate. I traversi sono modellati in direzione verticale con 5 elementi (due relativi a ciascuna flangia ed uno relativo all'anima) ed in

direzione longitudinale con 4 conci per un totale di 20 elementi finiti per ciascun trasverso. Analogamente ciascuno degli irrigidimenti verticali, costituiti da mezzi HEA 500, è modellato con 15 elementi (3 in sezione orizzontale e 5 in direzione verticale). La soletta in c.a. è suddivisa in elementi plate aventi dimensione tale da consentire l'esatta posizione dei carichi variabili. Per la modellazione si è adottato il programma di calcolo Straus 7.

Determinate le sollecitazioni, si procede ad effettuare le verifiche di deformabilità e quelle di resistenza e di stabilità utilizzando le relazioni sopra indicate.

Le frecce in mezzeria nelle campate laterali e centrale delle due travi longitudinali (1 più caricata e 2 meno sollecitata) per 4 tipologie analizzate sono riportate nella tabella 5. Trascurando gli spostamenti indotti dal ritiro, la freccia massima in condizioni di esercizio nelle campate laterali è pari a 34.5 mm, mentre nella campata centrale vale 72.6 mm, entrambi ampiamente inferiori al valore $L/300$ pari rispettivamente a 187 e a 233 mm.

Tabella 5: Frecce in mezzeria delle due travi: $f_{i,v}$ per azioni variabili $f_{i,t}$ per azioni totali

| Tipologia | Campate laterali | | | | Campata centrale | | | |
|---------------------|------------------|-----------|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|-----------|
| | $f_{1,v}$ | $f_{2,v}$ | $f_{1,t}$ | $f_{2,t}$ | $f_{1,v}$ | $f_{2,v}$ | $f_{1,t}$ | $f_{2,t}$ |
| $t_w = 10\text{mm}$ | 19.8 | 1.9 | 33.3 | 14.8 | 40.2 | 6.5 | 71.2 | 37.4 |
| 0 | 16 | 1.5 | 27 | 12.5 | 35 | 5.7 | 62 | 32.7 |
| 1 | 20.4 | 1.6 | 34.5 | 15.7 | 40.6 | 6.6 | 72.6 | 38.6 |
| 2 | 20.1 | 1.8 | 34.1 | 15.8 | 40.3 | 7.0 | 72.2 | 38.9 |

4. CONCLUSIONI

Il confronto tra le tipologie di travi da ponte con anima piana irrigidita e con anima ondulata ha confermato i vantaggi conseguibili con le nuove tipologie. Ulteriori commenti sui risultati ottenuti sono omessi per ragione di spazio e saranno riportati in altre sedi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abbas HH, Sause R, Driver G (2006) Behavior of corrugated web I-girders under in plane loads. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*.
- [2] Basler K (1961) Strength of plate girders in shear,. *Proc. ASCE, 1. J Struct Division*.
- [3] Bertagnoli G, Biagini MA, Mancini G. (2010) Orthotropic model for the analysis of beams with corrugated steel webs. *Proc. of ACES Symposium Corfù*.
- [4] Biagini M.A. (2009) Orthotropic model for non-linear analysis of beams with corrugated steel webs. Tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture, Polito
- [5] Cammarata M., Scibilia N. (2011) Impalcati da ponte in acciaio-calcestruzzo con travi ad anima ondulata. Atti del XXVI Convegno AICAP, 19-21 05 Padova, pp. 105–112.
- [6] Dezi L., Gara F., Leoni G. (2006) Construction sequence modelling of continuous steel concrete composite decks. *Steel and composite structures; 6 (2) pag. 123-138*.
- [7] Easley JT, McFarland D (1969) Buckling of Light, Gage Corrugated Shear Diaphragms. *Journal of Structural Division. USA*.
- [8] Elgaaly M, Seshadri A (1997) Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading. *J. Struct Eng, ASCE*. Philadelphia, USA.
- [9] Elgaaly M, Seshadri A, Hamilton RW (1997) Bending strength of steel beams with corrugated webs. *J. Struct Eng, ASCE*. Philadelphia, USA.
- [10] Ibrahim SA, El-Dakhakhni WW Elgaaly M (2006) Behavior of bridge girders with corrugated webs under monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures*. Canada.

PAROLE CHIAVE: Ponti in sistema composto acciaio-calcestruzzo, travi con anima corrugata, stabilità.